

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2022.01.025

亚运会公望大桥重型机械上桥施工关键技术

徐晗¹,徐山山¹,姜旭²,龚永庆³,詹潇¹(1.浙江中天恒筑钢构有限公司,浙江 杭州 310008; 2.同济大学 土木工程学院桥梁系,上海市 200092;
3.中天建设集团有限公司,浙江 杭州 310006)

摘要:亚运会公望大桥主桥桥型采用(35+2×95+35) m下承式拱—梁组合桥,主纵梁采用单箱三室钢箱梁结构。桥面采用龙门吊+支架法施工,上部拱安装采用180 t履带吊上桥面分段吊装施工。通过Midas/Civil软件建立全桥整体施工模型,对重型机械上桥施工方案进行可行性分析,得出受力不利点;通过Abaqus软件对受力不利部位进行精细分析,得出具体应力集中数值及范围,并对其进行加固处理;最后,通过指定路线、指定堆场、铺设路基箱板扩散应力等技术措施,确保重型机械上桥面施工安全,完成主桥拱肋安装。

关键词:下承式拱—梁组合桥;履带吊;局部稳定分析;加固

1 工程概况

亚运会公望大桥项目位于杭州市钱塘江流域,富春江北侧支江西口。主桥桥型为(35+95+95+35) m下承式拱—梁组合桥,上部采用钢结构,主桥全长260 m。主桥桥面设双向人字坡,双向坡度分别为1.8%和-1.25%,竖曲线半径为3 000 m。桥面变宽,标准宽度43 m,最大宽度50.4 m。主桥主纵梁采用单箱三室钢箱梁结构,端横梁采用钢箱结构,一般段横梁为工字钢梁,横梁间设两道小纵梁连接。桥面采用正交异性板支撑于一般横梁上,采用焊接连接。主

拱肋设计跨径为90 m,矢高23.5 m,矢跨比接近1/4,拱圈外斜角为15°;副拱肋设计跨径为90 m,矢高28.125 m,矢跨比接近1/3.2,拱圈外斜角为15°。吊杆分内外侧吊杆,纵桥向与竖向夹角为15°;横桥向内侧吊杆与竖向夹角为18°,外侧吊杆随平台外挑长度变化。主桥立面及剖面见图1、2。

2 总体施工方案及施工难点

2.1 总体施工方案

该项目北支江为防洪支江,无法进行回填施工,同时由于前期清淤报批过慢,水位无法满足船吊施工。

- *****
- [7] Madeleine M. Flint, Oliver Fringe, Sarah L. Billington, David Freyberg, Diffenbaugh NS. Historical Analysis of Hydraulic Bridge Collapses in the Continental United States[J]. Journal of Infrastructure Systems, 2017, 23(3): 1-16.
- [8] 曾银青. 黄土地区桥梁边坡水毁和边坡失稳引起的设计反思[J]. 公路, 2018, 63(5): 293-295.
- [9] 李海瑞. 桥梁水毁的预防与治理[J]. 公路, 2007, 52(7): 209-211.
- [10] 隋海玉. 浅基础桥梁水毁因素分析及防护措施研究[J]. 北方交通, 2017(6): 75-78.
- [11] 孙秀云. 山区桥梁浅基础水毁分析与防治[J]. 工程建设与设计, 2009(3): 89-91.

- [12] 苑丽敏. 浅基础桥梁水毁问题的探讨[J]. 北方交通, 2015(3): 30-32.
- [13] 张清. 水毁桥梁的成因探讨[J]. 城市建设, 2010(17): 389.
- [14] 徐洪涛, 郭国忠, 蒲焕玲, 等. 我国近年来桥梁事故发生的原因与教训[J]. 中国安全科学学报, 2007, 17(11): 90-95, 176.
- [15] 周兴. 辽宁省普通公路桥涵抗水毁能力评价研究[D]. 沈阳建筑大学硕士学位论文, 2013.
- [16] 姜涛, 刘邦禹, 王会利. 桥梁水毁成因分析及防治措施综述[J]. 沈阳大学学报(自然科学版), 2014, 26(2): 143-147.
- [17] 王成, 冯勇, 刘勇. 农村公路桥涵水毁恢复设计[J]. 中外公路, 2015, 35(1): 208-210.

收稿日期: 2021-04-30(修改稿)

基金项目: 浙江省建设科研项目(编号: 2019K071)

作者简介: 徐晗, 男, 博士, 高级工程师. E-mail: 694111348@qq.com

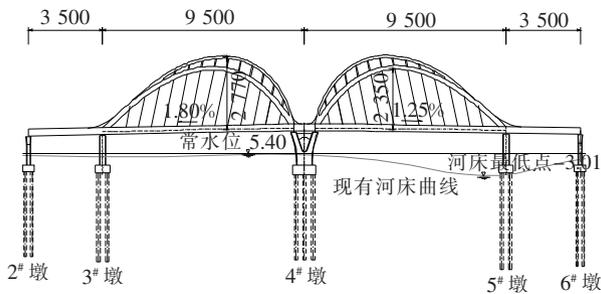


图1 主桥立面图(单位:cm)

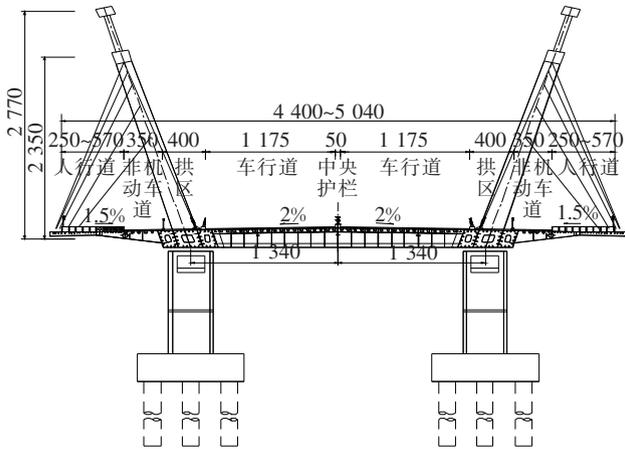


图2 主桥剖面图(单位:cm)

综合成本、安全、工期因素,最终采用龙门吊+支架法施工桥面,拱采用180 t履带吊上桥面分段安装施工,节段采用50 t平板拖车进行水平运输。重型机械上桥面施工前,需在开行路线上铺设路基箱板,对开行路线下小横梁及主纵梁临时支撑处采取加劲加固措施。

2.2 施工难点

(1) 原设计施工考虑船吊施工,支撑卸载时为拱梁共同受力;而履带吊上桥面吊装时,拱尚未成形,与设计工况不符。

(2) 履带吊自重较大,下部支撑点支撑面较小,存在应力集中问题。通过有限元分析,在标准荷载工况下桥体最大 Mises 应力达到 294 MPa,大于钢材强度设计值 270 MPa。

3 关键施工技术

3.1 主桥纵梁钢管支撑设置

综合考虑设计分段(12 m 左右一段)、工厂加工工艺、运输条件(30 m 以内)、现场龙门吊型号(2 台 80 t 龙门吊),对主纵梁进行分段,每段长度控制在 24 m 左右,最大段重为 110 t。在纵梁分段点位置设置支撑

组,共设 $2 \times 12 = 24$ 个支撑架,每个支撑架上设置 $2 \times 4 = 8$ 个支撑点。支撑平面布置见图 3,点支撑立面图及平面布置图见图 4。

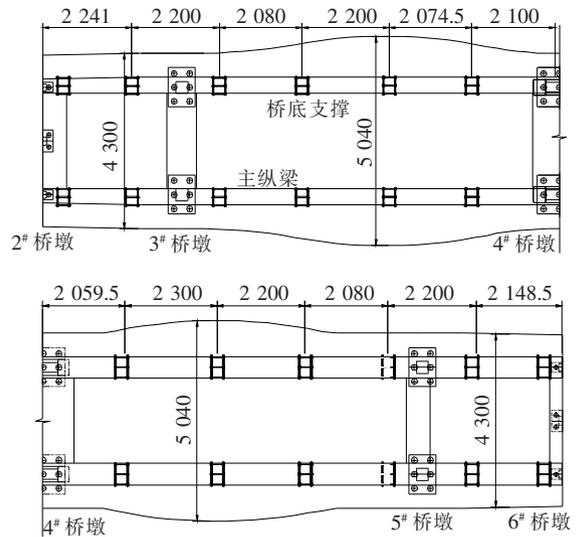


图3 支撑平面布置图(单位:cm)

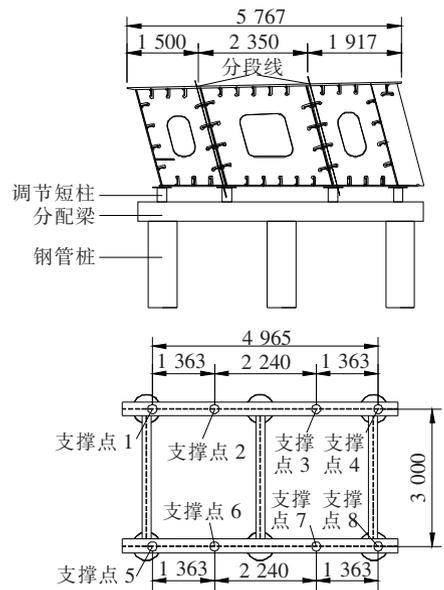


图4 点支撑立面图及平面布置图(单位:cm)

用 Midas/Civil 2019 对全桥进行建模。模型的桥面部分主要由桥面板、主梁、横梁和挑梁组成,采用梁单元建模。整个模型由 2 427 个节点、3 277 个梁单元组成。在设有支撑及主桥支座处,实际为多点约束向下竖向位移及水平位移,无法约束向上位移,故按照铰接支座设置(计算过程中控制拔力出现),主桥有限元模型如图 5 所示。

3.2 桥体加劲加固方案

由计算结果可知:19.5 m 和 57.1 m 位置处出现

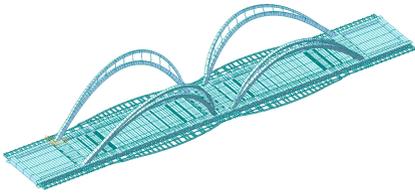


图 5 主桥有限元模型

应力最值,初步判断吊车开行时桥面的应力状态安全。但无法精确获得局部应力大小,因此对桥梁进行板单元局部建模。考虑下部支撑分布情况,模型截取 19.46~69.672 m 的局部节段进行板单元建模验算。

采用 Abaqus 大型通用有限元软件计算,按照施工图实际尺寸建立钢箱梁节段模型。模型含 3 对钢支撑及 3[#]墩支座,临时钢支撑采用两排分配梁以及 8 个临时支垫分别顶在两道横梁与主纵梁斜腹板的交界处,横梁布置间距为每 3 m 一道,共设置 3 道小纵梁,用于联系横梁。临时支撑约束此处 8 个节点。而 3[#]墩支座则按支座垫板处面积进行约束。临时支撑与支座均约束 x 、 y 、 z 方向的位移,不约束转角,与整体模型相同。此外,由于模型仅为全桥的部分结构,相比整体模型,还要在分割处加上相应的支承,故约束 z 方向的位移与 x 、 y 方向的转角,如图 6 所示。

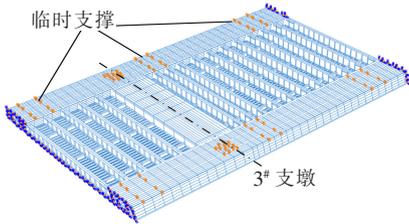


图 6 主桥节段有限元模型(旋转后仰视图)

荷载工况主要考虑履带吊的空载行驶工况与吊装工况:① 行驶状态下,履带吊两条履带均匀受力;② 吊装工况下,两条履带偏载,且外侧偏载比内侧偏载更不利,荷载工况见表 1。由于履带吊履带为面荷载,下部设置路基箱板后,按照 2.5 : 1 路基板厚度应力扩散后的面荷载加荷。荷载布置见图 7、8。

根据表 1 荷载工况计算得到,最大应力发生在履带吊行驶至距离 3[#]支墩 8.6 m 临时支撑位置工况下,临时支撑点位置(即吊车行驶位置④),最大 Mises 应力为 294 MPa,大于材料强度设计值 270 MPa。最大变形发生在构件起吊前,最大变形量为 10.11 mm。

由此可知:结构变形较小处于安全范围内,而应力已临近屈服强度值,需要进行加固。故对各工况发生最大 Mises 应力位置进行统计(表 2)。

表 1 荷载工况统计

荷载工况	吊车行驶位置	说明
履带吊空载(180 t) + 平板车带载(90 t)	①	履带吊开至 35 m 短跨临时支撑处
	②	履带吊开过 35 m 短跨跨中位置
	③	履带吊开过桥支座点
	④	履带吊开过 90 m 长跨临时支撑点
履带吊开过 90 m 长跨跨中位置	⑤	第一次定点吊装
	⑥	第二次定点吊装

注:根据平衡条件知,吊装工况下,最大支座反力 $F_1 = 24.96$ t, $F_2 = 235.65$ t。

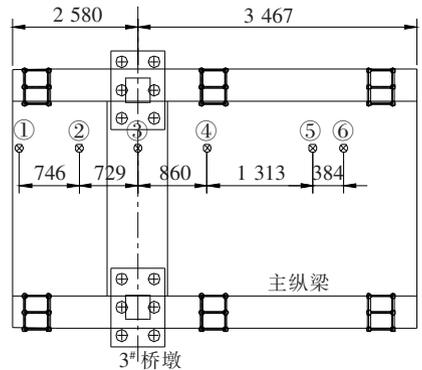


图 7 荷载布置图(单位:cm)

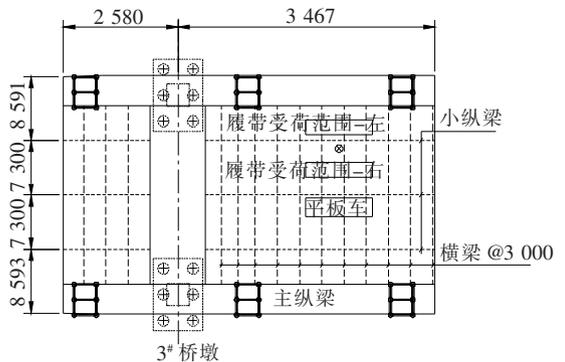


图 8 荷载分布平面布置图

(以吊车行驶位置⑤为例)(单位:cm)

由表 2 可见 Mises 应力最大位置均随着吊车荷载的移动而出现在不同的临时支撑点位置,主要是由于

表2 各工况最大应力统计

工况说明	吊车行驶位置	最大 Mises 应力/MPa	出现位置
履带吊空载(180 t)+ 平板车带载(90 t)	①	226.7	第1道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处
	②	178.2	第1道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处
	③	118.4	第3道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处
	④	294.0	第2道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处
	⑤	255.6	第2道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处
履带吊带载(履带吊为偏载, $F_1=24.9572\text{ t}$, $F_2=235.6488\text{ t}$)+平板车空载(10 t)	⑤	250.3	第2道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处
	⑥	288.0	第3道临时支撑点处即横梁与主纵梁腹板交界处

此处位于横梁与主纵梁斜腹板、底板的交界处,截面急剧变化、刚度不连续导致应力集中现象。为确保工程施工时不发生应力集中的问题,在扩大临时支撑点面积的同时,在每个支撑点箱体内侧增加加劲板加强,同时考虑到路基箱板与横梁的不贴合,容易造成应力集中,所以对横梁通过加密加劲板的方式进行加固处理。

通过建立局部模型,验算局部应力集中位置应力,可得到:在加劲前,最大应力为 291 MPa,对模型进行加劲处理后,最大应力降至 182.3 MPa,满足规范要求。实际施工时,除了在支座处加设劲板外,在履带吊开行路线下方横梁位置采取加密加劲板的方式进一步加强。

4 辅助措施

4.1 指定构件堆放位置及履带吊开行路线

为了保障施工工况与计算工况吻合,采用指定履带吊开行路线、吊装停机点以及构件堆放位置的思路。为确保措施落实,在桥面焊接完成后,对指定点进行测量放样,并用油漆进行标记,施工过程中派专员进行跟踪检查。

4.2 铺设路基箱板扩散应力

为了减小履带吊对横梁及桥面板的影响,采取铺设路基箱板的方式进行应力扩散。在采购路基箱板时,对尺寸严格把控,长度方向按照 3 m 的模数采购,宽度方向大于 2 m。铺设路基箱板时,所有对接点必须设置于横梁中心位置,避免桥面板直接受载。

5 结语

履带吊上桥面施工方案在较多钢拱梁组合桥结构中被采用,主要原因在于成本低、施工方便灵活、质量安全可靠、对技术要求较低。该文提供了一种“由整体到局部,通过管理让措施落实”的技术方案,确保大型机械上桥面安装安全可靠。通过计算可知:履带吊上桥面施工特别要注意临时支撑处、开行路径周边横梁上翼缘的应力集中问题,需要采取加固措施。

参考文献:

- [1] 余毅,彭旭民.平塘特大桥上部结构施工方案优化措施分析[J].桥梁建设,2019,49(S1):104-108.
- [2] 李永帅,马凯,于金涛.桥面吊机在互通立交匝道预制节段梁拼装中的应用[J].城镇建设,2019(12):92.
- [3] 赵人达,邹建波,吕梁,等.大跨度叠合梁斜拉桥施工阶段极限承载力研究[J].桥梁建设,2018,48(4):12-16.
- [4] 杨杰.对节段预制拼装箱梁施工技术的研究[J].城市建筑,2016(29):82.
- [5] 周彦文,郭杰鑫,汪泉庆.名山长江大桥主桥南边跨钢箱梁吊装施工方案比选与实施[J].世界桥梁,2017,45(3):1-5.
- [6] 余鸿彬,谭宗伟,夏腾.某高速公路互通连续钢箱梁结构计算分析研究[J].中外公路,2020,40(3):160-164.
- [7] 朱春东,范永根,陈飞,等.公路钢桥梁桥面加固技术应用实例及分析[J].中外公路,2018,38(5):120-123.